

## 論文 敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動

西 弘明<sup>\*1</sup>・佐藤昌志<sup>\*2</sup>・岸 徳光<sup>\*3</sup>・松岡健一<sup>\*4</sup>

要旨：PC 落石覆工の合理的な設計手法を確立することを目的として、落石重量 1 tf、落下高さ 30 m の衝撃力に対して設計された幅員約 12 m、高さ約 4.7 m の逆 L 型ラーメン構造の実規模 PC 落石覆工を製作し、敷厚 90 cm の敷砂を緩衝材とする場合の重錘落下衝撃実験を行なった。実験では重錘落下による伝達衝撃力や鉄筋歪を測定し覆工の耐衝撃挙動を詳細に論じた。その結果、1) 伝達衝撃力は設計衝撃力の 1.4 ～ 1.5 倍となる、2) 桁の荷重分担率は中桁で約 40 %、端近傍桁で約 45 % である、3) PC 覆工の動的応答倍率は 1.22 程度である等が明らかになった

キーワード：PC 落石覆工、敷砂緩衝材、耐衝撃挙動、伝達衝撃力、荷重分担率

## 1. はじめに

山岳地帯や海岸線に沿って山がせまっている地域にある道路では、落石による人命損失および交通障害を防止するために落石覆工等の建設が行われている。我国は世界有数の地震発生国であり、特に北海道においては平成 5 年に釧路沖地震、南西沖地震、同 6 年には東方沖地震という三つの大地震に見舞われ、海岸部、山岳部では崖崩れによって交通網が分断されるという事態に至った。このような点からも落石等による災害を防止し、より安全で円滑な交通を確保することのできる覆工の建設が求められており、合理的な設計手法の確立が急がれている。

PC 製落石覆工（以下これを PC 覆工と呼ぶ）の設計は現在 RC 製覆工同様、落石対策便覧に基づいて行われている。落石対策便覧では、落石による衝撃荷重をラーメ定数を  $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式を用いて算定することとしている [1]。しかしながら、剛基礎上に敷厚  $h = 90 \text{ cm}$  の敷砂を設置した場合の緩衝性能に関する実験によれば、重錘衝撃力はラーメ定数を  $\lambda = 200 \text{ tf/m}^2$  程度とする場合に近似していることや、伝達衝撃力が重錘衝撃力の 1.5 倍程度になることが明らかになっている [2]。また、PC 覆工桁部の設計は荷重分担率を 1 として衝撃荷重を静的に作用させることによって断面力を算定している。現実には各桁が頂版で横締めされているため、隣接桁の荷重分担が期待できることより載荷桁の荷重を低減できるものと考えられる。

より合理的な PC 覆工の設計手法確立のためには、実規模の PC 覆工を用いた重錘落下実験を行い、その動的な挙動特性を的確に把握し、これらの諸問題を解決することが重要であるものと考えられる。このような観点より、北海道開発局開発土木研究所、室蘭工業大学、北海道 PC 防災技術協会（PC 覆工を提供）の 3 者は北海道開発局建設機械工作所敷地内に実規模の PC 覆工を製作し各種実証実験を行った。本論文は上記実証実験において、特に現落石対策便覧 [1] に則して敷厚  $h = 90 \text{ cm}$  の敷砂緩衝材を用いた場合の実験結果について整理し検討したものである。

## 2. 実験の概要

\*1 北海道開発局 開発土木研究所 構造研究室、工修（正会員）

\*2 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室（正会員）

\*3 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科、工博（正会員）

\*4 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科、工博（正会員）

本研究に用いられた実規模 PC 覆工は、主構造を逆 L 型ラーメン構造(1 剛結 2 ヒンジ構造)とし、主桁が頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面で、柱が 1.1 m × 0.5 m の矩形断面、幅員が約 12 m、高さが約 4.7 m で 5 体の主桁より構成されている構造である。実験は PC 覆工頂版上に敷砂緩衝材を設置し、3 tf の重錘をトラッククレーンにより所定の高さから落下させて行っている。重錘は直径が 1 m、高さが 97 cm で底部の高さ 17.5 cm 部が球形(半径 80 cm)状になっている。図-1 に実験の概略図を示す。測定項目は、重錘加速度(重錘底部に加速度計を設置している)、敷砂から覆工に伝達される伝達衝撃応力(覆工頂版表面に伝達応力測定用ロードセルを埋設)、覆工内歪(PC 桁、柱部の補強筋に歪ゲージを添付)である。各応答波形は、データレコーダを用いて一括収録し、実験終了後に A/D 変換を行い、ワークステーションを用いて処理している。

本実験では次に示す条件の下に設計した PC 桁を用いている。すなわち、1) 落石重量 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) ラーメ定数を  $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$  とし、振動便覧式 [1] によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧にしたがって荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を  $600 \text{ kgf/cm}^2$ 、許容引張応力度を  $28 \text{ kgf/cm}^2$ 、弾性係数  $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  とする。以上により

設計した PC 桁は頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面とし、主桁スパン中央断面には 23 本の PC 鋼より線を用いてプレテンション方式でプレストレスを導入した。主桁の PC 鋼材および補強筋にはそれぞれ SWPR7B T-15.2、SD345A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、桁上縁および下縁には、それぞれ  $10.5 \text{ kgf/cm}^2$  の引張応力、 $107.1 \text{ kgf/cm}^2$  の圧縮応力が発生している。また桁の横締めは、フランジ部に 1 m 間隔に設置された 11 本の PC 鋼棒( $\phi 26$ )を用い、28.5 tf/本の緊張力を与えて行っている。そのプレストレスによって頂版上縁で  $18.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、下縁で  $3.3 \text{ kgf/cm}^2$  の圧縮応力が発生している。主桁と柱部の接合には、柱断面の中心より外側に配置した 4 本の PC 鋼棒( $\phi 32$ )を用い、45.85 tf/本の緊張力を与えている。

実験に用いた敷砂材は落下点を中心として  $4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$  の砂箱を設置し、その中で 20 cm 毎に敷き均し足踏みにより締め固めて所定の敷厚とした。なお実験で用いた敷砂材は栗丘産であり、締め後の含水比および相対密度はそれぞれ 4.7%、55.1% であった。実験ケースの一覧を表-1 に示す。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 衝撃力波形

図-2 は、重錘を 3 桁中央部に  $H = 2.5, 5.0, 7.5, 10.0 \text{ m}$  と落下高さを変えて落下させた場合(タイ

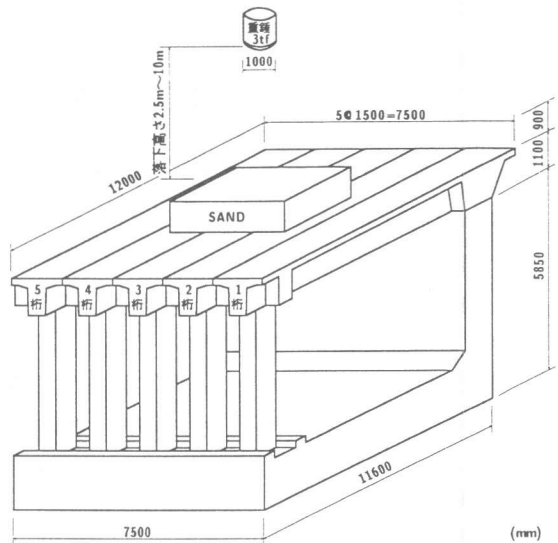


図-1 実験概略図

表-1 実験ケース一覧

タイプ	載荷桁番号	載荷位置番号	落下高 (m)
1	3	3L/6	2.5
	3	3L/6	5.0
	3	3L/6	7.5
	3	3L/6	10.0
2	3	3L/6	10.0
	2	3L/6	10.0
3	3	1L/6	10.0
	3	3L/6	10.0
	3	5L/6	10.0

プ 1) の重錘衝撃力および伝達衝撃力波形である。ここで、重錘衝撃力は重錘加速度 (G) に重錘質量を乗じて得られる衝撃力である。伝達衝撃力は PC 覆工に直接作用する衝撃力であるが、伝達応力が重錘落下点を中心とした同心円状に分布すると仮定し、台形則を用いてその応力を集積して得られたものである。重錘衝撃力波形は、落下高さが小さい場合には波形の立ち上がりから約 40 msec 経過後に最大値に達し、緩やかに減少している。落下高さが高い場合には最大値が大きくなり、かつ衝撃継続時間も短くなっているようである。一方、伝達衝撃力波形はその最大値が重錘衝撃力のそれより大きく、かつ負の衝撃力も発生し減衰振動状態となっていることがわかる。減衰振動の現象は、重錘落下により PC 覆工内に励起された振動によって発生したものと考えられる。各衝撃力の最大値を一覧にすると表-2 のようになる。なお、表-2 には比較のためラーメ定数を  $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$  とし、実験と同じパラメーターを用いた場合の振動便覧式による結果も示している。最大重錘衝撃力に注目すると、実験結果は落下高さ  $H = 7.5 \text{ m}$  までは振動便覧式より小さな値となっているが、 $H = 10 \text{ m}$  ではそれよりも大きな値となっている。また最大伝達衝撃力に関しては、実験結果は落下高さ  $H = 2.5 \text{ m}$  のみが振動便覧式より小さく、他は全て大きな値となっている。特に  $H = 10 \text{ m}$  の場合の重錘の落下エネルギーは設計条件と同じ  $30 \text{ tfm}$  であるが、実験結果の最大伝達衝撃力は設計値 ( $W = 1 \text{ tf}$ ,  $H = 30 \text{ m}$ ,  $119.2 \text{ tf}$ ) の約 1.5 倍、また表-2 より得られた振動便覧式の値の 1.4 倍の大きさになっていることがわかる。これより、重錘落下によって PC 覆工に振動が励起されるような場合においても、伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きくなること、またラーメ定数を  $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式は実験結果と比較して落下高さ  $H = 2.5 \text{ m}$  の場合を除き、過小評価になることが明らかになった。

### 3.2 荷重分担の経時変化

多主桁の荷重分担率は、通常主桁の鉛直方向変位より算出しているようである。本実験では、1) 桁の

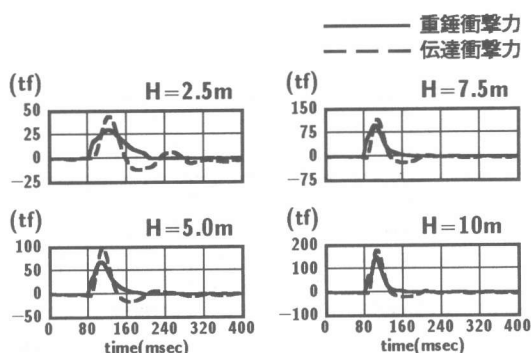
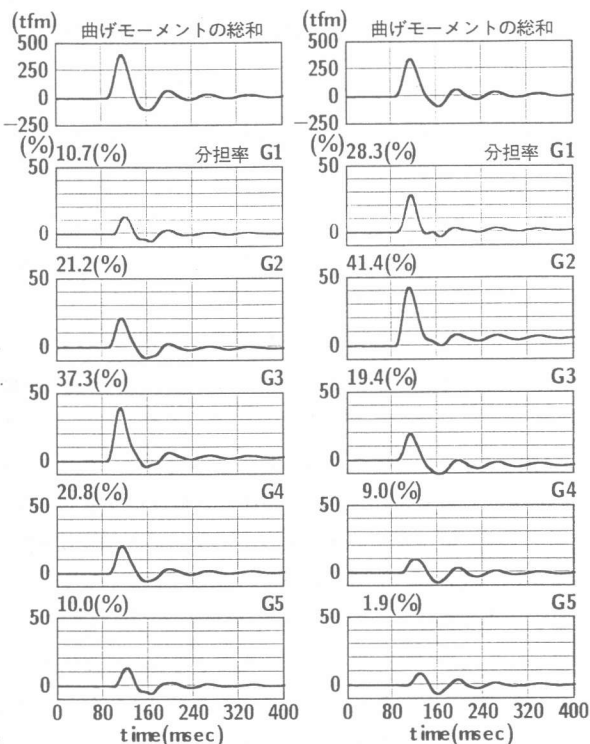


図-2 衝撃力波形

表-2 衝撃力の落下高別最大値

重錘落下高 (m)	2.5	5.0	7.5	10.0
最大重錘衝撃力 (tf)	30.5	69.2	98.7	151.8
最大伝達衝撃力 (tf)	44.2	98.6	116.9	180.2
振動便覧式による衝撃力 (tf) ( $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ )	55.8	84.6	107.9	128.3



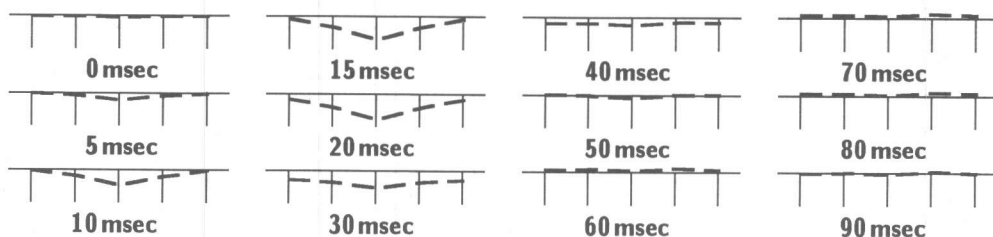
(a) 3 桁載荷

(b) 2 桁載荷

図-3 総曲げモーメントと分担率

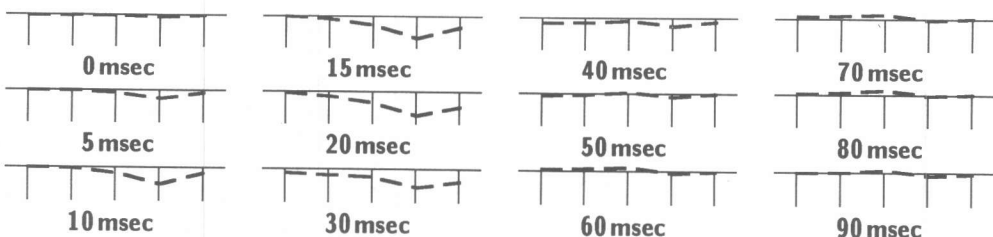
( $H = 10 \text{ m}$ ,  $3L/6$  点落下)

I 200 tfm



(a) 3 桁载荷の場合

I 200 tfm



(b) 2 桁载荷の場合

図-4 スパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化 ( $H = 10 \text{ m}$ ,  $3L/6$  点落下)

軸歪成分を用いて主桁曲げモーメントを算出することができること、2) 弾性実験であることより、主桁曲げモーメントと桁への作用荷重は、1 対 1 対応になっていること等より、主桁曲げモーメントを用いて算定することとする。図-3 には落下高さを  $H = 10 \text{ m}$  とし、それぞれ 3 桁、2 桁の  $3L/6$  点に载荷した場合 (タイプ 2) について、スパン中央部に発生する総曲げモーメント (各桁の曲げモーメントの総和) と総曲げモーメントに対する各桁の分担率の経時変化を示している。各桁の分担率波形の上部には総曲げモーメントの最大応答発生時 (3 桁、2 桁落下でそれぞれ 398.1, 342.5 tfm) における分担率を示している。桁に発生する曲げモーメントは、測定された上下端筋歪を用い桁の幅方向には一様、桁高さ方向には線形な歪分布を仮定し、鉄筋と PC 鋼より線の全ての軸剛性を考慮し全断面有効として算定している。なお、本実験で PC 桁内に発生している最大引張歪は 3 桁中央部下縁で  $265 \mu$  である。また、PC 鋼より線によって桁下縁に導入されている有効プレストレスは歪換算で  $-306 \mu$  程度である。従って、桁下縁に発生する最大歪は  $-41 \mu$  で圧縮領域内にあることがわかる。これより、桁内にはひび割れが発生するような引張歪が発生せず、曲げモーメントの算定は全断面有効として算定可能であることがわかる。図-3 より、载荷桁の荷重分担率は 3 桁落下の場合には 37.3 %、2 桁落下の場合には 41.4 % となっており、偏心载荷の場合に分担率が 4 % 程度低下している。また 3 桁落下の場合には、2 桁と 4 桁、1 桁と 5 桁でそれぞれ 21 % および 10 % 程度と载荷条件に対応して、ほぼ左右対称の荷重分担率を示している。しかしながら、2 桁落下の場合には 1 桁で 28.3 % と大きな分担率を示しているが、载荷桁から離れるにしたがい急激に分担性状が低下していることより、载荷桁より自由端に近い桁の分担率が増加していることがわかる。これより、自由端から離れている桁に関しては 40 % 程度の荷重分担率を、一方自由端近傍桁に関しては 45 % 程度の荷重分担率を考慮して断面設計が可能であるものと考えられる。

### 3.3 スパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化

図-4 には前項で求められた各桁のスパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化を示している。図より、(a)、(b) 図ともに荷重载荷後 20 msec 経過時点で最大値を示している。その後荷重の除

荷とともに減少し、50 msec 経過後には自由振動状態となり、負荷状態の曲げモーメントを示す傾向となっている。3桁載荷時の曲げモーメント分布は3桁を中心としてほぼ対称な分布をしており、外桁に向かうにしたがい直線的に減少している。また、最大曲げモーメントは3桁に発生し、その値は156.9 tfm である。2桁に載荷した場合の分布は、2桁で最大146.2 tfm となり、3桁に載荷した場合に比べて約11 tfm 程度小さい。前項でも述べているように、端桁である1桁の応答が3桁よりも大きく示されていることが明確に示されている。両ケースともに負荷状態の曲げモーメントは正載荷状態の場合に比べて小さいが、最大でそれぞれ約30, 35 tfm となり、衝撃荷重除荷時の上方への跳ね返りが大きいことを示している。

### 3.4 曲げモーメントの覆工断面方向分布の経時変化

図-5には、落下高さ  $H = 10$  m、載荷桁を3桁に限定し、載荷位置を  $1L/6$ ,  $3L/6$ ,  $5L/6$  と変えた場合(タイプ3)の3桁の曲げモーメント分布の経時変化を示している。なお経過時間は桁の応答が開始された時点に基づきとしている。各載荷位置に対する曲げモーメントの概形図について考察すると、いずれの場合もほぼ荷重載荷点で最大応答値を示し、ほぼ直線的に減少している。静的には梁-柱の接合部において負の大きな値( $3L/6$  載荷で載荷点の曲げモーメントの  $1/2$  程度、 $1L/6$  載荷で  $1/4$  程度、 $5L/6$  載荷で同程度の大きさ)となるが、本実験結果では梁-柱の接合部および柱部にほとんど曲げモーメントが発生せず、最大応答時でも載荷点近傍に応答が集中している結果となっている。実験における入力エネルギーが設計時のそれと等しいことより、全主桁の中央部の曲げモーメントおよび3桁の主桁中央部の曲げモーメント等について設計値と比較すると、表-3のように示される。表より、実験結果の最大衝撃力が設計値の1.51倍であるのに対して、桁中央部に発生する最大総曲げモーメントが同様に1.85倍となり、最大総曲げモーメントの設計値に対する倍率が衝撃力のそれより大きいことがわかる。設計値が静解析により決定されていることより、これらの値を用いて動的応答倍率を算定すると、その値は  $1.85 / 1.51 = 1.22$  となる。これは、桁のひび割れを許さない荷重レベルにおけるPC覆工の動的応答倍率が1.22であることを意味している。言い換えると、PC覆工の主桁の断面設計は最大衝撃力に荷重分担率を考慮して

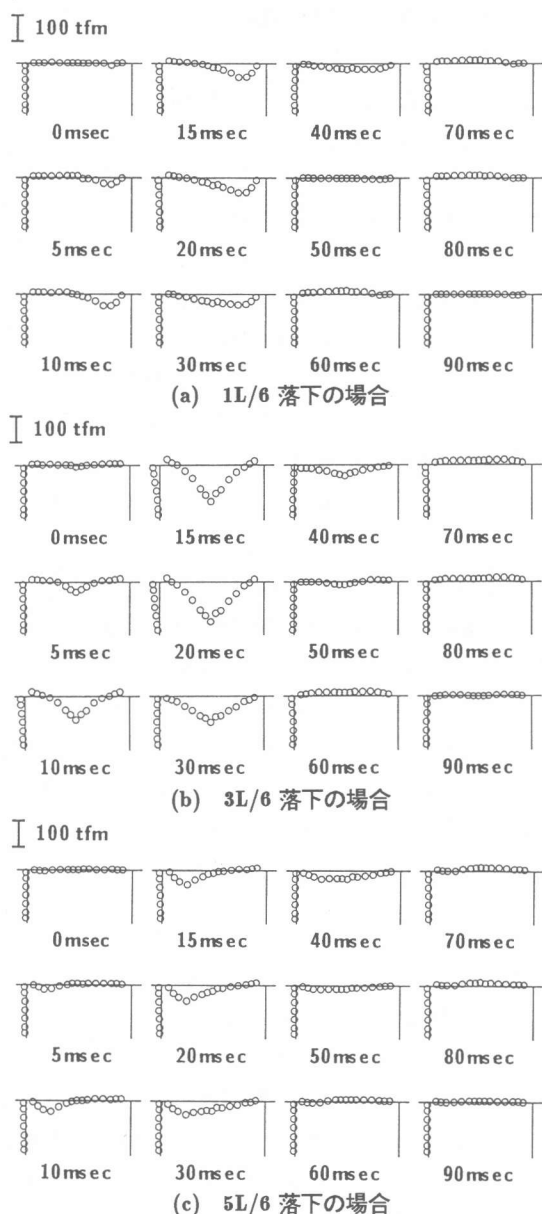


図-5 桁曲げモーメント分布の落下位置別経時変化 ( $H = 10$  m, 3桁載荷)

が発生せず、最大応答時でも載荷点近傍に応答が集中している結果となっている。実験における入力エネルギーが設計時のそれと等しいことより、全主桁の中央部の曲げモーメントおよび3桁の主桁中央部の曲げモーメント等について設計値と比較すると、表-3のように示される。表より、実験結果の最大衝撃力が設計値の1.51倍であるのに対して、桁中央部に発生する最大総曲げモーメントが同様に1.85倍となり、最大総曲げモーメントの設計値に対する倍率が衝撃力のそれより大きいことがわかる。設計値が静解析により決定されていることより、これらの値を用いて動的応答倍率を算定すると、その値は  $1.85 / 1.51 = 1.22$  となる。これは、桁のひび割れを許さない荷重レベルにおけるPC覆工の動的応答倍率が1.22であることを意味している。言い換えると、PC覆工の主桁の断面設計は最大衝撃力に荷重分担率を考慮して

静的に算定した断面力に動的応答倍率 1.22 を乗じなければならないことを意味している。

### 3.5 軸力の覆工断面方向分布の経時変化

図-6 は前項と同じ重錘重量 3 tf, 落下高さ  $H = 10\text{ m}$  で 3 桁の 3L/6 に載荷した場合の載荷桁の軸力の覆工断面方向分布の経時変化を示している。分布図は桁の内側, 外側をそれぞれ引張力, 圧縮力として整理している。図より, 柱の軸力分布は時間の経過とともに圧縮方向に増加し, 除荷とともに減少していることがわかる。柱部の最大軸力は約 40 tf である。前項で求められた実験結果の最大衝撃力 (180.2 tf), 荷重分担率 (0.373), 動的応答倍率 (1.22) より作用軸力を算定すると 41.0 tf となり, ほぼ実測結果に対応していることがわかる。なお, 柱支点で軸力が減少しているのは, 歪ゲージが添付されている補強筋が柱部の内外端に配置されているのに対して, 支点となる鋼棒 (径 50 mm) が断面中央部に設置されていることによるものと考えられる。一方, 桁断面内の軸力分布に関しては, 多少ばらつきがあるものの静解析結果と同様, 圧縮側に増加する傾向を示していることがわかる。数値的には最大で 40 tf 程度である。

表-3 設計値と実験結果との比較 (3 桁・3L/6)

項目	設計値	実験結果
落下重量 (tf)	1	3
落下高さ (m)	30	10
最大衝撃力 (tf)	119.2	180.2
全主桁中央部 $M_{\max}$ (tfm)	215.2	398.1
載荷桁中央部 $M_{\max}$ (tfm)	215.2	156.9
載荷桁の分担率	1.0	0.373
動的応答倍率	-	1.22

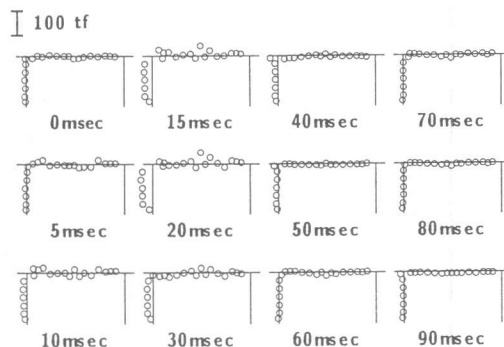


図-6 軸力の覆工断面方向分布の経時変化  
( $H = 10\text{ m}$ , 3 桁 3L/6 載荷)

## 4. まとめ

本実験の範囲内で得られた結果を要約すると, 次のように示される。

- 1) 重錘落下によって PC 覆工に振動が励起されるような場合においても, 伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きくなることや, ラーメ定数を  $\lambda = 100\text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式は実験結果に比較して  $H = 2.5\text{ m}$  の場合を除き, 過小評価となることが明らかになった。
- 2) 横締め量等に左右されることも考えられるが, 3 桁落下における載荷桁の荷重分担は 40 % 程度とすることができるが, 2 桁落下の場合のように自由端近傍桁の荷重分担は 45 % 程度になることが明らかになった。
- 3) 落下高 10 m 程度の落石に対する載荷桁のスパン中央点の曲げモーメントは動的応答倍率 1.22, 荷重分担率 0.4 として概算できるものと考えられる。また, 桁と柱の接合部近傍の曲げモーメントは, 静解析結果と異なり小さな応答値となる。柱部に発生する最大軸力は最大伝達衝撃力, 動的応答倍率, 荷重分担率から算定した値とほぼ一致していることが明らかになった。

謝辞: 本研究を行うに当たり, 室蘭工業大学大学院生高澤昌憲君を始めとする構造力学講座の諸君に多大なるご支援を戴きました。ここに記して感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.
- 2) 岸 徳光, 中野 修, 松岡 健一, 西 弘明: 野外実験による敷砂の緩衝性能, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1587 ~ 1597, 1993.3.